Ente Nazionale per l'Aviazione Civile

AEROPORTO CIVILE DI LAMEZIA TERME (CZ)

LOTTO L1 - Sviluppo aerostazione passeggeri
CUP: H84G22000030009
LOTTO L2 - Interventi per la security e la digitalizzazione
CUP: H86I22000390002
LOTTO L6 - Potenziamento delle reti di sottoservizi e impianti tecnologici
CUP: H84G22000060009

PROGETTO ESECUTIVO

LOTTO L1

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
Sistemazioni esterne Air-Side - Fondazioni torri faro

GRUPPO DI PROGETTAZIONE Raggruppamento Temporaneo di Professionisti	TECHNITAL	ETS Engineering and Technical Services S.p.A.
	Direttore Tecnico e Responsabile integrazione prestazioni specialistiche: ing. Filippo Busola Geologia: dott. Emanuele Fresia Progettazione idraulica: ing. Alessandro Cacciatori Project Manager: ing. Emanuela Perina CSP: arch. Elisabeth Foroni	Direttore Tecnico: ing. Giambattista Parietti Progettazione Specialistica Impianti: ing. Marco Bergami P.I. Daniele Togni ing. Enrico Facchinetti
AERTEC	VALLE 3.0	incide
Direttore tecnico: ing. Aeronautico Carlos Berenguer López Responsabile sistemi di trasporto: ing. Pedro Tena Calderón	Direttore tecnico: arch. Emanuela Valle Progettazione architettonica: arch. Maria Camilla Valle arch. Leonardo Giovannozzi	Direttore tecnico e progettazione strutturale: ing. Gianluca Vallerini Coordinatore progettazione strutture: ing. Matteo Pagnozzi

CODICE ELABORATO								REVISIONE		
Fase	Lotto	Ambito	Disciplina	Tipo	Numero	Rev	Scala	Id.	Data	Descrizione
E	L1	08	STR	RE	01	A		A	Febbraio 2025	Emissione
								B		
								C		
								D		
NOME FILE:	AI015P-E-L1-08-STR-RE-01-A.docx							REDAZIONE:	Rif. ing. R. Ledri	Technital S.p.A.

Visto del Committente: **Società Aeroportuale Calabrese S.p.A.**		
INTERVENTO FACENTE PARTE DEL Contratto Istituzionale di Sviluppo "CIS VOLARE"	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: ing. Ferdinando Saracco	IL POST HOLDER DI AREA: OPERATIONAL SERVICES MANAGER: Emilio Parrilla PASSENGER EXPERIENCE MANAGER: Sabrina Mileto PH PROGETTAZIONE: Ferdinando Saracco
Approvazione **ENAC:**		

INDICE

1. PREMESSA 3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4
3. MATERIALI 5
3.1. Calcestruzzo 5
3.2. Acciaio per barre d'armatura 5
3.3. Acciaio per tirafondi 5
4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 6
5. ANALISI DEI CARICHI 7
5.1. Pesi propri strutturali – G1 7
5.2. Pesi propri non strutturali – G2 7
5.3. Azione variabile del vento – QW 8
5.3.1. Velocità di riferimento e pressione cinetica del vento 8
5.3.2. Coefficiente di esposizione 9
5.3.3. Coefficiente di forza 11
5.3.4. Coefficiente di topografia 12
5.3.5. Azione sul fusto (VNT_A) 13
5.3.6. Azione sul corpo illuminante (VNT_B) 16
5.3.7. Tabelle di sintesi 16
6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI 17
7. VERIFICHE STRUTTURALI 18
7.1. Verifica a ribaltamento – Comb. EQU_01 18
7.2. Verifica di capacità portante – Comb. STR_01 18
7.3. Verifica di capacità portante – Comb. STR_02 20
7.4. Verifica dei tirafondi 21
7.5. Verifica dell'armatura tesa nel plinto 24

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda la verifica strutturale delle fondazioni delle torri faro previste nell'ambito delle sistemazioni esterne Air-Side dell'Aeroporto civile di Lamezia Terme (CZ).

La torre faro in oggetto misura 35.00m di altezza. Il fusto è realizzato con un profilo tubolare in acciaio di sezione circolare realizzato tramite l'unione di conci saldati, che presentano un diametro alla base di 840mm e 240mm in sommità.
La fondazione della torre faro sarà realizzata con un plinto di pianta quadrata con lato 4.00m e altezza 0.80m, su cui viene realizzato un baggiolo anch'esso di pianta quadrata con lato 2.00m e altezza 0.70m.

La presente relazione di calcolo è inerente alla verifica del solo sistema di fondazione della torre.
Rimane esclusa la verifica strutturale del fusto della torre, che è a carico del produttore.

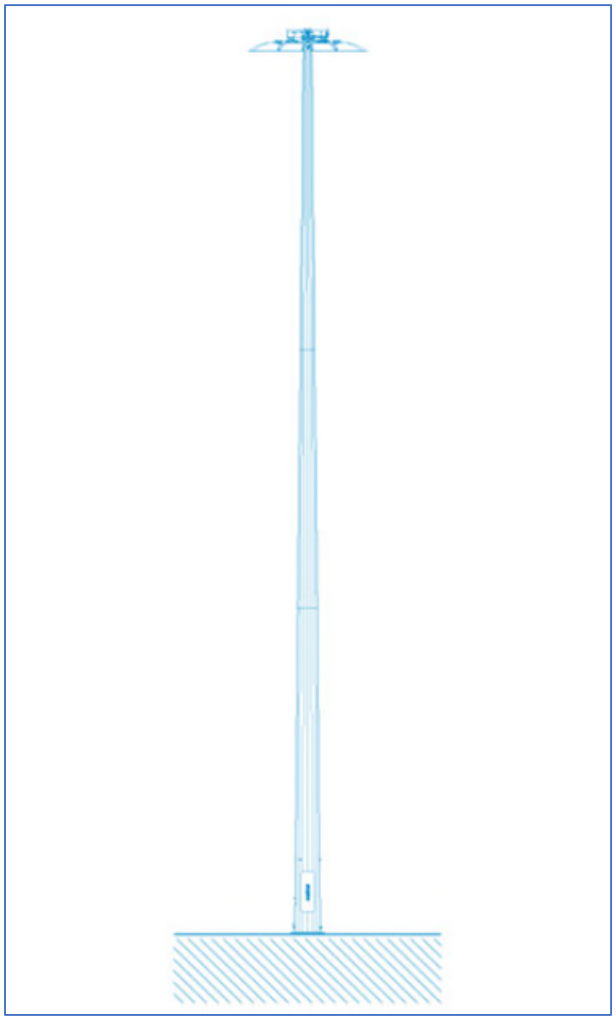


Figura 1 – Torre faro, disegno tipologico

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche strutturali sono stati condotti in conformità alle normative vigenti:

- Legge n°1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 – Circolare Applicativa delle NTC.

Per quanto non specificato nelle normative soprastanti si è fatto riferimento a documenti di comprovata validità quali:

- UNI EN 206:2014 “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104:2016 “Istruzioni complementari per l’applicazione in Italia della EN-206-1”;
- UNI EN 1991-1-5:2005 “Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento”;
- CNR-DT 207 R1/2018 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.

3. MATERIALI

Si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati ad uso strutturale nell'opera in oggetto.

3.1. Calcestruzzo

Classe di esposizione	XC4
Classe di resistenza	C32/40
Resistenza cubica caratteristica	Rck = 40 MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	fck = 32 MPa
Modulo elastico medio	Ecm = 33'350 MPa

3.2. Acciaio per barre d'armatura

Tipo di acciaio	B450C
Tensione di snervamento caratteristica	fyk = 450 MPa
Tensione di rottura caratteristica	ftk = 540 MPa

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche		Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq f_{y\,nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo	f_{tk}	$\geq f_{t\,nom}$	5.0
	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1{,}15$	10.0
		$< 1{,}35$	
	$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1{,}25$	10.0
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7{,}5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12$ mm	$4\,\phi$	
	$12 \leq \phi \leq 16$ mm	$5\,\phi$	
	per $16 < \phi \leq 25$ mm	$8\,\phi$	
	per $25 < \phi \leq 40$ mm	$10\,\phi$	

Figura 2 – NTC2018 §11.3.2.1

3.3. Acciaio per tirafondi

Tipo di acciaio	S355
Tensione di snervamento caratteristica	fyk = 355 MPa
Tensione di rottura caratteristica	ftk = 510 MPa

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il modello geotecnico sviluppato in fase di progettazione definitiva, sulla scorta delle campagne di indagine disponibili, prevede l'alternanza di due tipi di terreno fino a giungere ad uno strato sabbioso di base che si trova ad una profondità compresa tra i -9.5 m e -12.8 m dal piano campagna.
I due strati che si alternano sono:

- Sabbia limosa (SL)
- Limo argilloso (LA)

Si riporta di seguito uno stralcio della caratterizzazione geotecnica di progetto.

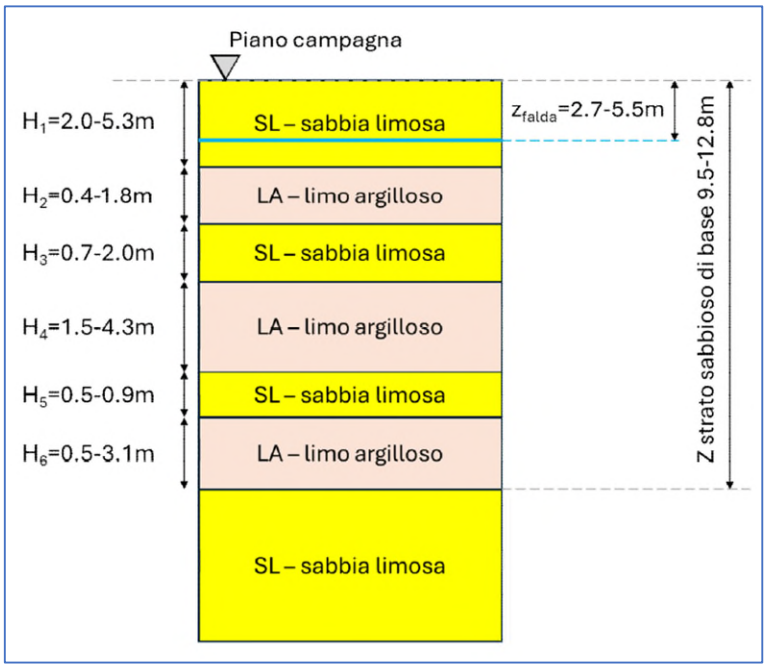


Figura 3 – Schematizzazione degli strati da relazione geotecnica

Di seguito i parametri di resistenza riportati nella relazione geotecnica.

Terreno	γ (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)	c_u (kPa)
SL - sabbia limosa	19.35	6	38	
LA - limo argilloso	18.33	8	22	46

Figura 4 – Parametri caratteristici dei terreni

Vista l'alternanza degli strati che caratterizza il terreno in esame si assumono cautelativamente i seguenti parametri di resistenza per il calcolo della capacità portante:

- $\gamma = 18\ kN/m^3$
- $\phi' = 28°$
- $c' = 0$

5. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi per la struttura in esame.

5.1. Pesi propri strutturali – G1

I pesi propri degli elementi strutturali sono quelli del fusto della torre faro e del plinto di fondazione.

Fusto della torre faro
La torre faro in oggetto ha un'altezza di 35.00m, il peso del fusto da scheda tecnica del produttore è riportato di seguito:

G1a = 3070 kg = 30 kN

Plinto di fondazione
Il plinto di fondazione ha le seguenti dimensioni:
B1 = 4.00 m
B2 = 2.00 m
H1 = 1.50 m
H2 = 0.80 m

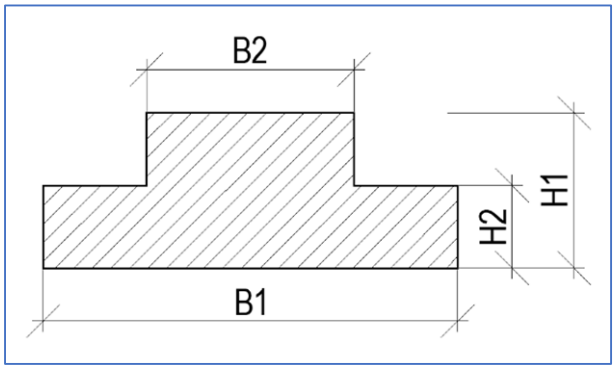


Figura 5 – Geometria del plinto di fondazione

Considerando un peso del cls pari a 24 kN/m^3, si determina un peso proprio di:

G1b = 374 kN

5.2. Pesi propri non strutturali – G2

I pesi propri degli elementi non strutturali sono quelli del corpo illuminante e degli impianti presenti in sommità al fusto della torre e del ricoprimento di terreno sopra la fondazione.

Impianti

G2a = 605kg = 6 kN

Ricoprimento di terreno
Il ricoprimento di terreno sopra il plinto di fondazione ha uno spessore di 0.70m ed è presente su un'area pari a:

Aricop = 4.00*4.00 – 2.00*2.00 = 12.00m^2

Considerando un peso proprio del terreno pari a 18 kN/m^3, si calcola un peso totale di:

G2b = 151 kN

5.3. Azione variabile del vento – QW

L'azione del vento è stata valutata in accordo alle prescrizioni delle NTC2018. Per la valutazione del coefficiente di forza sulla torre si è impiegata la formulazione presente nell'appendice G.10 (elementi strutturali allungati) delle istruzioni CNR-DT 207/2008.

5.3.1. Velocità di riferimento e pressione cinetica del vento

La velocità di riferimento di progetto e la pressione cinetica per determinare l'azione del vento sulle strutture sono valutate come previsto dalle NTC 2018.
Posizione geografica:

- Zona 3 (Calabria, esclusa la provincia di RC)
- Vb,0 = 27 m/s
- a0 = 500 m
- ka = 0.37
- as = 10m

Figura 6 – Zone geografiche per l'azione del vento

La velocita base di riferimento è: Vb = 27.00 m/s

Il tempo di ritorno, assunto pari alla vita nominale della costruzione, è: TR = 100 anni

Per valutare la velocità di riferimento di progetto per periodi di ritorno superiori a 50 anni si impiega la formulazione riportata al §3.2.2 delle Istruzioni CNR DT 207/2008.

$$Vr = Vb*CR$$

Il coefficiente di ritorno CR è riportato nella figura seguente:

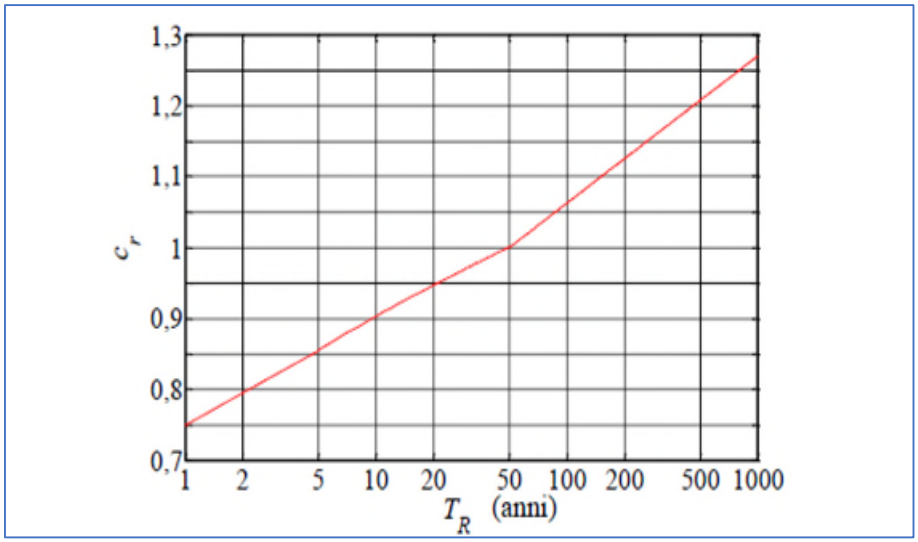


Figura 7 – Diagramma del coefficiente di ritorno in funzione del TR

Per TR = 100 anni si ottiene un coefficiente CR = 1.06

La velocità di riferimento di progetto è pertanto pari a: Vr = 28.69 m/s

Assumendo una densità dell'aria ρ =1.25kg/m3.

La pressione cinetica di base risulta:

$$0.5 * \rho * v_R^2 = 0.514 \text{ kN/m}^2$$

5.3.2. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione dipende dalla categoria di esposizione del sito, per determinarla è necessario valutare la classe di rugosità del terreno, come riportato nella tabella seguente, per il caso in esame appare opportuno assumere la classe D.

Classi di rugosità	Descrizione
A	Area urbana, in cui almeno il 15% della superficie del terreno sia coperto da edifici la cui altezza media supera i 15 m
B	Area urbana (non di classe A), suburbana, industriale o boschiva
C	Area con ostacoli diffusi (quali alberi, case, muri, recinzioni, ...); aree con rugosità non riconducibile alle Classi A, B, D.
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla riva) b) Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla riva) c) Area priva di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

Figura 8 – Classi di rugosità

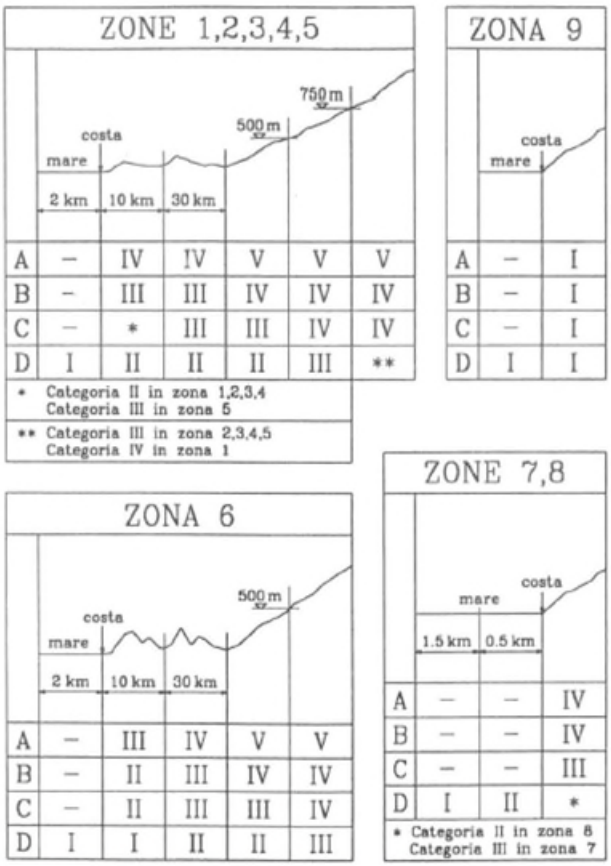


Figura 3.3 – Criterio di assegnazione della categoria di esposizione per le diverse zone italiane.

Figura 9 – Assegnazione della categoria di esposizione

La categoria di esposizione risulta essere la II, che è contraddistinta dai seguenti parametri:

- kR = 0.19
- z0 = 0.05 m
- zmin = 4.00m

Com'è noto il coefficiente di esposizione dipende dalla quota z dal suolo; per il caso in esame si ritiene opportuno valutare il coefficiente di esposizione in funzione dell'altezza z dal suolo, suddividendo il fusto della torre faro in tratti di 1.00m.

L'espressione del coefficiente di esposizione è tratta dal §3.3.7 delle NTC2018:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0)\left[7 + c_t \ln(z/z_0)\right] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

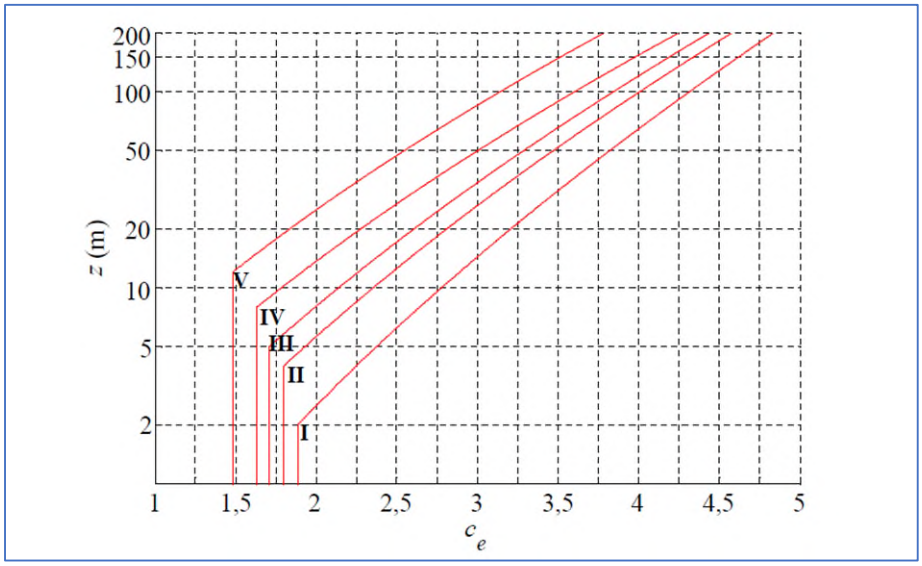


Figura 10 – Coefficiente di esposizione in funzione della quota z

5.3.3. Coefficiente di forza

Le NTC2018 e la relativa Circolare applicativa non prevedono una formulazione per determinare il coefficiente di forza (o di pressione) per questo tipo di elementi.

Per determinare il coefficiente di forza si farà pertanto riferimento all'Appendice G delle Istruzioni CNR DT 207/2008 che tratta i coefficienti aerodinamici globali e, nello specifico, il punto G.10.6 riguardante strutture ed elementi a sezione circolare.

La formulazione per il coefficiente di forza è riportata di seguito:

$$c_{f,0} = \frac{0,11}{\left(Re/10^6\right)^{1,4}} \quad \text{(curva A)}$$

$$c_{f,0} = 1,2 + \frac{0,18 \cdot \log_{10}(10 \cdot k/b)}{1 + 0,4 \cdot \log_{10}\left(Re/10^6\right)} \quad \left(k/b \geq 10^{-5}\right) \quad \text{(curva B)}$$

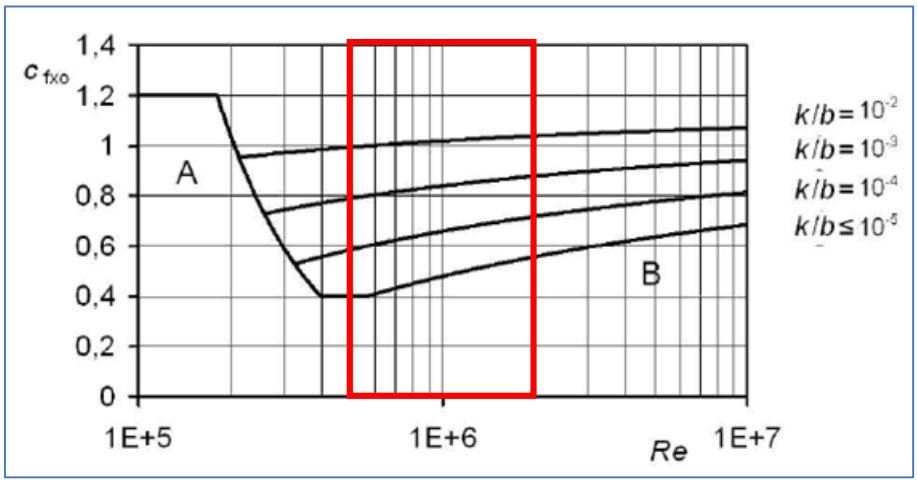


Figura 11 – Coefficiente di forza in funzione della scabrezza adim. e del numero Re

Per il fusto in esame si considera una scabrezza superficiale k di 0.2mm (acciaio galvanizzato).

Superficie	*k* [mm]
Vetro	0,0015
Metalli lucidati	0,002
Pittura liscia	0,006
Pittura a spruzzo	0,02
Acciaio lucido	0,05
Ghisa	0,2
Acciaio galvanizzato	
Calcestruzzo lisciato	
Legno levigato	0,5
Calcestruzzo ruvido	1,0
Legno grezzo	2,0
Superfici arrugginite	
Murature	3,0

Figura 12 – Valori di scabrezza k per differenti materiali

Il parametro di scabrezza adimensionale k/b e il numero di Reynolds Re, che entrano nell'espressione del coefficiente di forza Cfx, dipendono dalla quota z a cui si valuta l'azione, in quanto il fusto ha diametro variabile. Per il caso in esame è stato valutato il coefficiente di forza Cfx alle differenti altezze z suddividendo il fusto della torre faro in tratti di 1.00m.

Le Istruzioni CNR prevedono la possibilità di applicare un coefficiente di snellezza che riduce l'azione per tenere conto degli effetti benefici di bordo. Questo effetto è legato al fatto che il corpo analizzato ha in genere dimensioni finite rispetto al caso infinito per cui è stato determinato il coefficiente di forza. Cautelativamente si decide di trascurare questo effetto.

5.3.4. Coefficiente di topografia

Il coefficiente di topografia si assume unitario.

5.3.5. Azione sul fusto (VNT_A)

Si riporta di seguito il calcolo dell'azione del vento, con una discretizzazione del fusto in tratti di 1.00m.

I simboli riportati in tabella hanno il seguente significato:

- z_inf è la quota del punto inferiore del settore analizzato;
- z_sup è la quota del punto superiore del settore analizzato;
- z_media è la quota media del settore analizzato;
- ΔH è la lunghezza del settore;
- d è il diametro esterno della sezione;
- k/d è la scabrezza adimensionale;
- cm è il coefficiente di profilo medio;
- vm è la velocità media per calcolare il numero Re;
- Re è il numero di Reynolds;
- Cfx0_A è il coefficiente di forza (curva A);
- Cfx0_B è il coefficiente di forza (curva B);
- Ψλ è il coefficiente di snellezza;
- Ce(z) è il coefficiente di esposizione;
- q è la spinta a metro lineare sul singolo settore;
- F è la risultante di forza del vento sul singolo settore;
- M è la risultante di momento rispetto alla sezione di base.

Settore	z_inf [m]	z_sup [m]	z_media	ΔH [m]	d [m]	k/d	cm	vm
1	0.00	1.00	0.50	1.00	0.84	2.38E-04	0.833	23.89
2	1.00	2.00	1.50	1.00	0.82	2.43E-04	0.833	23.89
3	2.00	3.00	2.50	1.00	0.81	2.48E-04	0.833	23.89
4	3.00	4.00	3.50	1.00	0.79	2.54E-04	0.833	23.89
5	4.00	5.00	4.50	1.00	0.77	2.59E-04	0.875	25.10
6	5.00	6.00	5.50	1.00	0.75	2.65E-04	0.910	26.10
7	6.00	7.00	6.50	1.00	0.74	2.71E-04	0.939	26.94
8	7.00	8.00	7.50	1.00	0.72	2.78E-04	0.964	27.67
9	8.00	9.00	8.50	1.00	0.70	2.85E-04	0.987	28.31
10	9.00	10.00	9.50	1.00	0.69	2.92E-04	1.007	28.88
11	10.00	11.00	10.50	1.00	0.67	2.99E-04	1.025	29.40
12	11.00	12.00	11.50	1.00	0.65	3.07E-04	1.041	29.88
13	12.00	13.00	12.50	1.00	0.63	3.15E-04	1.057	30.31
14	13.00	14.00	13.50	1.00	0.62	3.24E-04	1.071	30.72
15	14.00	15.00	14.50	1.00	0.60	3.33E-04	1.084	31.09
16	15.00	16.00	15.50	1.00	0.58	3.43E-04	1.096	31.44

17	16.00	17.00	16.50	1.00	0.57	3.54E-04	1.107	31.78
18	17.00	18.00	17.50	1.00	0.55	3.65E-04	1.118	32.09
19	18.00	19.00	18.50	1.00	0.53	3.76E-04	1.129	32.38
20	19.00	20.00	19.50	1.00	0.51	3.89E-04	1.138	32.66
21	20.00	21.00	20.50	1.00	0.50	4.02E-04	1.148	32.93
22	21.00	22.00	21.50	1.00	0.48	4.17E-04	1.156	33.18
23	22.00	23.00	22.50	1.00	0.46	4.32E-04	1.165	33.42
24	23.00	24.00	23.50	1.00	0.45	4.49E-04	1.173	33.66
25	24.00	25.00	24.50	1.00	0.43	4.67E-04	1.181	33.88
26	25.00	26.00	25.50	1.00	0.41	4.86E-04	1.188	34.09
27	26.00	27.00	26.50	1.00	0.39	5.07E-04	1.195	34.30
28	27.00	28.00	27.50	1.00	0.38	5.30E-04	1.202	34.50
29	28.00	29.00	28.50	1.00	0.36	5.56E-04	1.209	34.69
30	29.00	30.00	29.50	1.00	0.34	5.83E-04	1.215	34.87
31	30.00	31.00	30.50	1.00	0.33	6.14E-04	1.222	35.05
32	31.00	32.00	31.50	1.00	0.31	6.48E-04	1.228	35.22
33	32.00	33.00	32.50	1.00	0.29	6.86E-04	1.234	35.39
34	33.00	34.00	33.50	1.00	0.27	7.29E-04	1.239	35.55
35	34.00	35.00	34.50	1.00	0.26	7.78E-04	1.245	35.71

Settore	Re	cfx0_A	cfx0_B	ψλ*cfx0	ce (z)	q [kN/m]	F [kN]	M [kNm]
1	1.34E+06	0.073	0.751	0.751	1.801	0.58	0.58	0.29
2	1.31E+06	0.075	0.751	0.751	1.801	0.57	0.57	0.86
3	1.28E+06	0.078	0.751	0.751	1.801	0.56	0.56	1.40
4	1.26E+06	0.080	0.751	0.751	1.801	0.55	0.55	1.92
5	1.29E+06	0.077	0.754	0.754	1.929	0.58	0.58	2.60
6	1.31E+06	0.075	0.757	0.757	2.037	0.60	0.60	3.29
7	1.32E+06	0.074	0.759	0.759	2.130	0.61	0.61	3.99
8	1.33E+06	0.074	0.761	0.761	2.212	0.62	0.62	4.68
9	1.33E+06	0.074	0.763	0.763	2.286	0.63	0.63	5.36
10	1.32E+06	0.075	0.765	0.765	2.352	0.63	0.63	6.03
11	1.31E+06	0.075	0.766	0.766	2.413	0.64	0.64	6.68
12	1.30E+06	0.076	0.767	0.767	2.469	0.63	0.63	7.30
13	1.28E+06	0.078	0.768	0.768	2.521	0.63	0.63	7.90
14	1.26E+06	0.079	0.769	0.769	2.570	0.63	0.63	8.48
15	1.24E+06	0.081	0.770	0.770	2.616	0.62	0.62	9.02
16	1.22E+06	0.083	0.771	0.771	2.659	0.61	0.61	9.53
17	1.20E+06	0.085	0.772	0.772	2.700	0.61	0.61	10.01
18	1.17E+06	0.088	0.773	0.773	2.738	0.60	0.60	10.45
19	1.15E+06	0.091	0.774	0.774	2.775	0.59	0.59	10.86
20	1.12E+06	0.094	0.775	0.775	2.810	0.58	0.58	11.23
21	1.09E+06	0.097	0.775	0.775	2.843	0.56	0.56	11.56
22	1.06E+06	0.101	0.776	0.776	2.876	0.55	0.55	11.85
23	1.03E+06	0.105	0.777	0.777	2.906	0.54	0.54	12.09
24	1.00E+06	0.110	0.777	0.777	2.936	0.52	0.52	12.30
25	9.68E+05	0.115	0.778	0.778	2.965	0.51	0.51	12.46
26	9.35E+05	0.121	0.779	0.779	2.992	0.49	0.49	12.58
27	9.02E+05	0.127	0.779	0.779	3.019	0.48	0.48	12.65
28	8.67E+05	0.134	0.780	0.780	3.045	0.46	0.46	12.67
29	8.32E+05	0.142	0.781	0.781	3.070	0.44	0.44	12.65

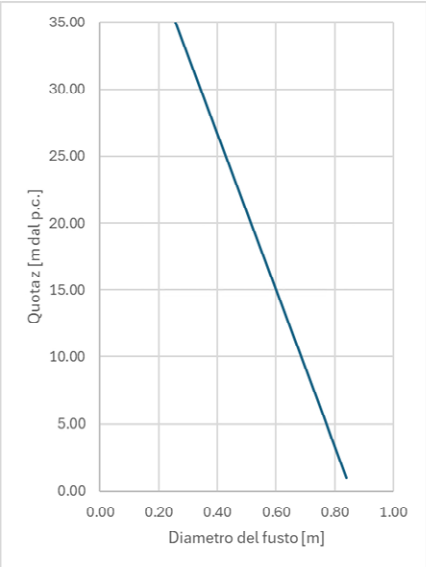
30	7.97E+05	0.151	0.781	0.781	3.094	0.43	0.43	12.58
31	7.61E+05	0.161	0.782	0.782	3.117	0.41	0.41	12.46
32	7.25E+05	0.173	0.783	0.783	3.140	0.39	0.39	12.29
33	6.88E+05	0.186	0.783	0.783	3.162	0.37	0.37	12.07
34	6.50E+05	0.201	0.784	0.784	3.184	0.35	0.35	11.80
35	6.12E+05	0.219	0.785	0.785	3.205	0.33	0.33	11.48

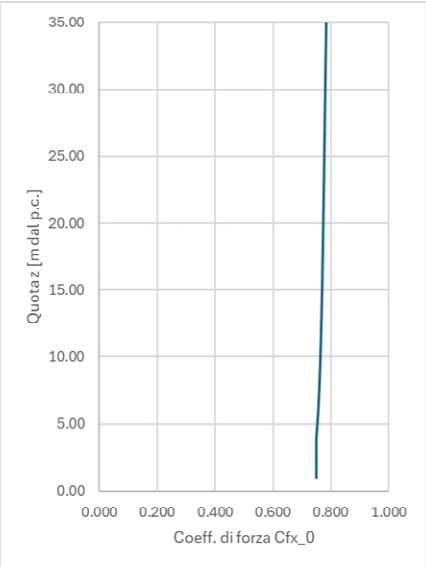
Si ottengono le seguenti risultanti (caso VNT_A):

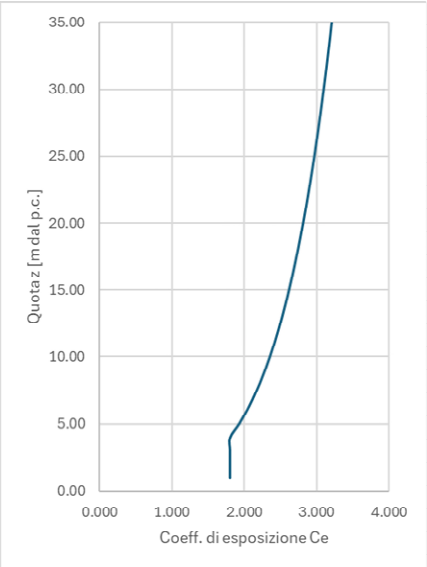
$\Sigma F = 18.9$ kN

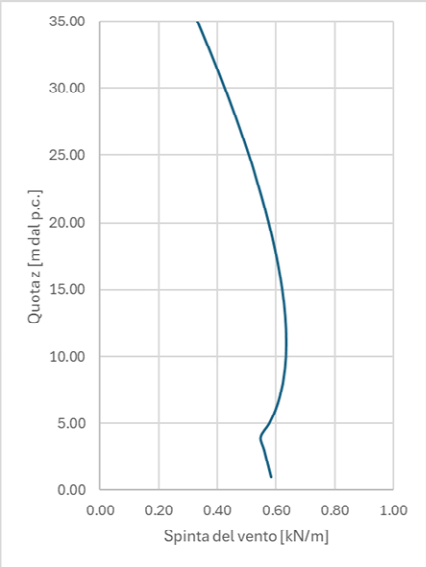
$\Sigma M = 305.4$ kNm (rispetto alla sezione di base)

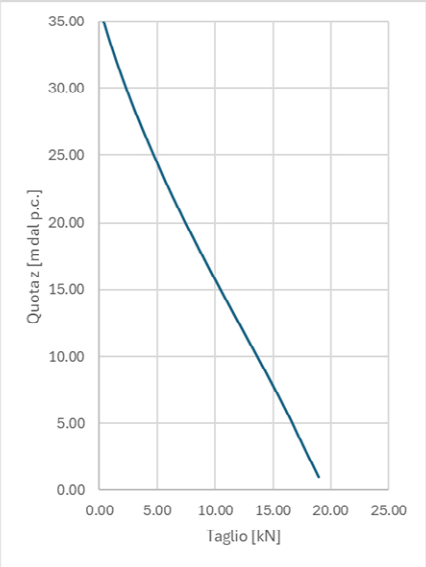
Si riportano sotto i grafici delle grandezze significative per il calcolo dell'azione del vento sul fusto.

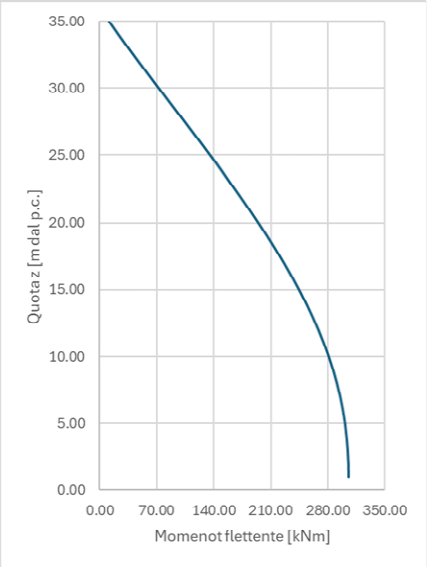












5.3.6. Azione sul corpo illuminante (VNT_B)

Il corpo illuminante è posizionato alla quota di 35.00m dal terreno.

La superficie dell'oggetto investita dal vento è stata valutata pari a 1.60m^2.

Gli altri dati necessari per valutare la spinta del vento sull'elemento sono:

- Pressione cinetica qb = 0.514kN/m^2;
- Coefficiente di esposizione Ce = 3.205 (z = 35.00m);
- Coefficiente di pressione Cp = 1.80 (App. G.7 CNR DT 207/2008 insegne e tabelloni)

Si ottengono le seguenti risultanti (caso VNT_B):

$\Sigma F = 4.8$ kN

$\Sigma M = 166.2$ kNm (rispetto alla sezione di base)

5.3.7. Tabelle di sintesi

Nella tabella seguente sono riportate le azioni caratteristiche nella sezione di base del fusto.

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
G1	30	0	0
G2	6	0	0
VNT_A	0	19	305
VNT_B	0	5	166

Nella tabella seguente sono riportate le azioni caratteristiche sotto il plinto di fondazione (H=1.50m).

	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
G1	405	0	0
G2	157	0	0
VNT_A	0	19	334
VNT_B	0	5	173

6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Per la verifica strutturale della fondazione della torre faro sono state valutate le seguenti combinazioni delle azioni:

- EQU_01 per la verifica a ribaltamento;
- STR_01/02 per la verifica della capacità portante (Approccio 2 - A1+M1+R3).

I coefficienti di combinazione impiegati sono quelli indicati al §2.6.1 delle NTC2018.

Tab. 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali G_2[1]	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

[1] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 13 – Coefficienti parziali per le azioni, combinazioni SLU

Vengono precisate di seguito le combinazioni di carico impiegate per il caso in esame.

Comb.	EQU_01	STR_01	STR_02
G1	0.90	1.30	1.00
G2	0.80	1.50	0.80
VNT_A	1.50	1.50	1.50
VNT_B	1.50	1.50	1.50

Per le combinazioni individuate si ottengono le seguenti azioni alla base del fusto.

Comb.	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
EQU_01	32	36	707
STR_01	48	36	707
STR_02	35	36	707

Per le combinazioni individuate si ottengono le seguenti azioni sotto la fondazione.

Comb.	N [kN]	V [kN]	M [kNm]
EQU_01	490	36	761
STR_01	762	36	761
STR_02	530	36	761

7. VERIFICHE STRUTTURALI

Si riportano di seguito le verifiche strutturali allo Stato Limite Ultimo.

7.1. Verifica a ribaltamento – Comb. EQU_01

La verifica a ribaltamento è effettuata controllando che a intradosso della fondazione il momento stabilizzante sia maggiore del momento ribaltante.

Il momento stabilizzante è:

$$Mstb = 490\ kN * 4.00m / 2 = 980kNm$$

Il momento ribaltante è:

$$Mrib = 761kNm$$

Il coefficiente di sicurezza nei confronti della verifica a ribaltamento è pari a:

$$CS = 980 / 761 = 1.29 > 1$$

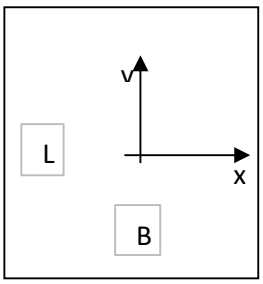
La verifica è soddisfatta.

7.2. Verifica di capacità portante – Comb. STR_01

Si riporta di seguito la verifica della capacità portante della fondazione per la combinazione che prevede il massimo carico verticale.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE

Combinazione STR_01



Dimensioni del plinto

B =	**4.00**	m	
L =	**4.00**	m	
spessore ricoprim	**0.70**	m	
spessore fondaz	**0.80**	m	
D =	**1.50**	m	profondità del piano di fondazione

Sollecitazioni alla base del plinto

N =	**762.0**	kN
Vx =	**36.0**	kN
Vy =	**0.0**	kN
Mxx =	**0.0**	kNm
Myy =	**761.0**	kNm

Caratteristiche del terreno

Terreno immerso [s/n] =			**n**
g =	**18.0**	kN/m3	peso del terreno sopra il piano di fondazione
g ' =	**18.0**	kN/m3	

g2 =	**18.0**	kN/m3	peso del terreno sotto il piano di fondazione
g2 ' =	**18.0**	kN/m3	
φ =	**28**	°	angolo di attrito
c' =	**0**	kN/m2	coesione

Calcolo della capacità portante

V =	36.0	kN			
V/N =	0.05				
ex =	1.00	m	ey =	0.00	m
B' =	2.00	m	L' =	4.00	m
q = g ' D =	27	kN/m2			

Fattori di capacità portante (Vesic, 1975):

Nc =	25.80
Nq =	14.72
Ng =	16.72

Fattori di forma della fondazione (De Beer, 1967):

sc =	1.10
sq =	1.27
sg =	0.80

Fattore di inclinazione del carico (Vesic, 1970):

ic =	0.92	m =	1.67
iq =	0.92		
ig =	0.88		
qlim =	676	kN/m2	
Nlim =	5'415	kN	
γR3 =	**2.3**		
NRd = Nlim/γR3 =	2355	kN	
Fs = NRd / N =	3.09		

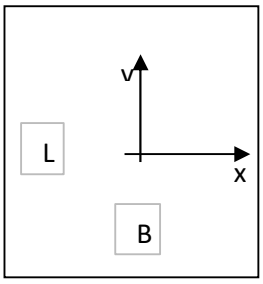
La verifica è soddisfatta.

7.3. Verifica di capacità portante – Comb. STR_02

Si riporta di seguito la verifica della capacità portante della fondazione per la combinazione che prevede la massima eccentricità delle azioni.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE

Combinazione STR_02



Dimensioni del plinto

B =	4.00	m	
L =	4.00	m	
spessore ricoprim	0.70	m	
spessore fondaz	0.80	m	
D =	1.50	m	profondità del piano di fondazione

Sollecitazioni alla base del plinto

N =	530.0	kN
Vx =	36.0	kN
Vy =	0.0	kN
Mxx =	0.0	kNm
Myy =	761.0	kNm

Caratteristiche del terreno

Terreno immerso [s/n] =			n
g =	18.0	kN/m3	peso del terreno sopra il piano di fondazione
g ' =	18.0	kN/m3	
g2 =	18.0	kN/m3	peso del terreno sotto il piano di fondazione
g2 ' =	18.0	kN/m3	
φ =	28	°	angolo di attrito
c' =	0	kN/m2	coesione

Calcolo della capacità portante

V =	36.0	kN			
V/N =	0.07				
ex =	1.44	m	ey =	0.00	m
B' =	1.13	m	L' =	4.00	m
q = g ' D =	27	kN/m2			

Fattori di capacità portante (Vesic, 1975):

Nc =	25.80
Nq =	14.72
Ng =	16.72

Fattori di forma della fondazione (De Beer, 1967):

sc =	1.06			
sq =	1.15			
sg =	0.89			
Fattore di inclinazione del carico (Vesic, 1970):				
ic =	0.87		m =	1.78
iq =	0.88			
ig =	0.82			
qlim =	527	kN/m2		
Nlim =	2'379	kN		
γR3 =	**2.3**			
NRd = Nlim/γR3 =		1034	kN	
Fs = NRd / N =		1.95		

La verifica è soddisfatta.

7.4. Verifica dei tirafondi

La connessione di base del fusto della torre faro sul plinto è realizzata mediante tirafondi in acciaio preinstallati nel calcestruzzo della fondazione.
I tirafondi previsti sono del tipo dritto e trasmettono le azioni sfruttando l'aderenza acciaio-cls.

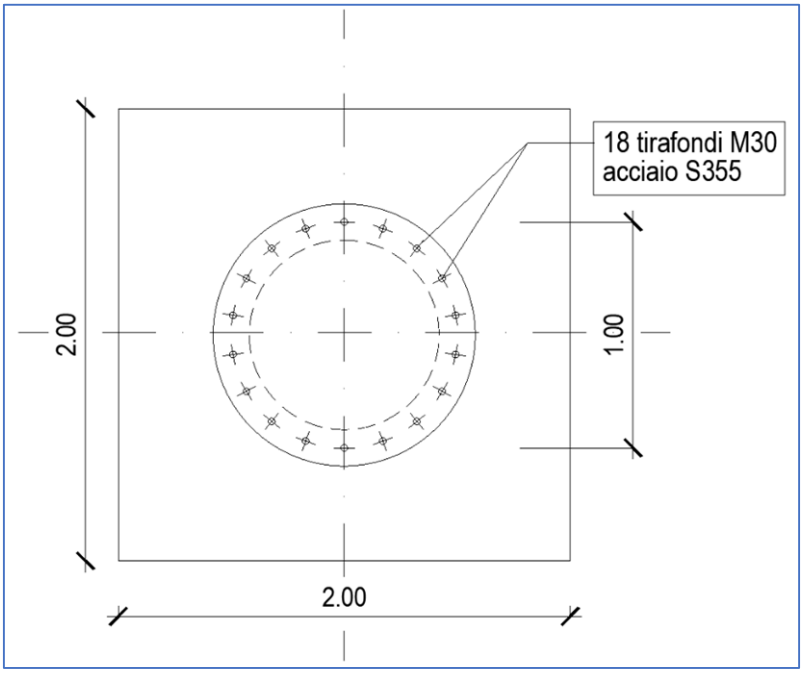
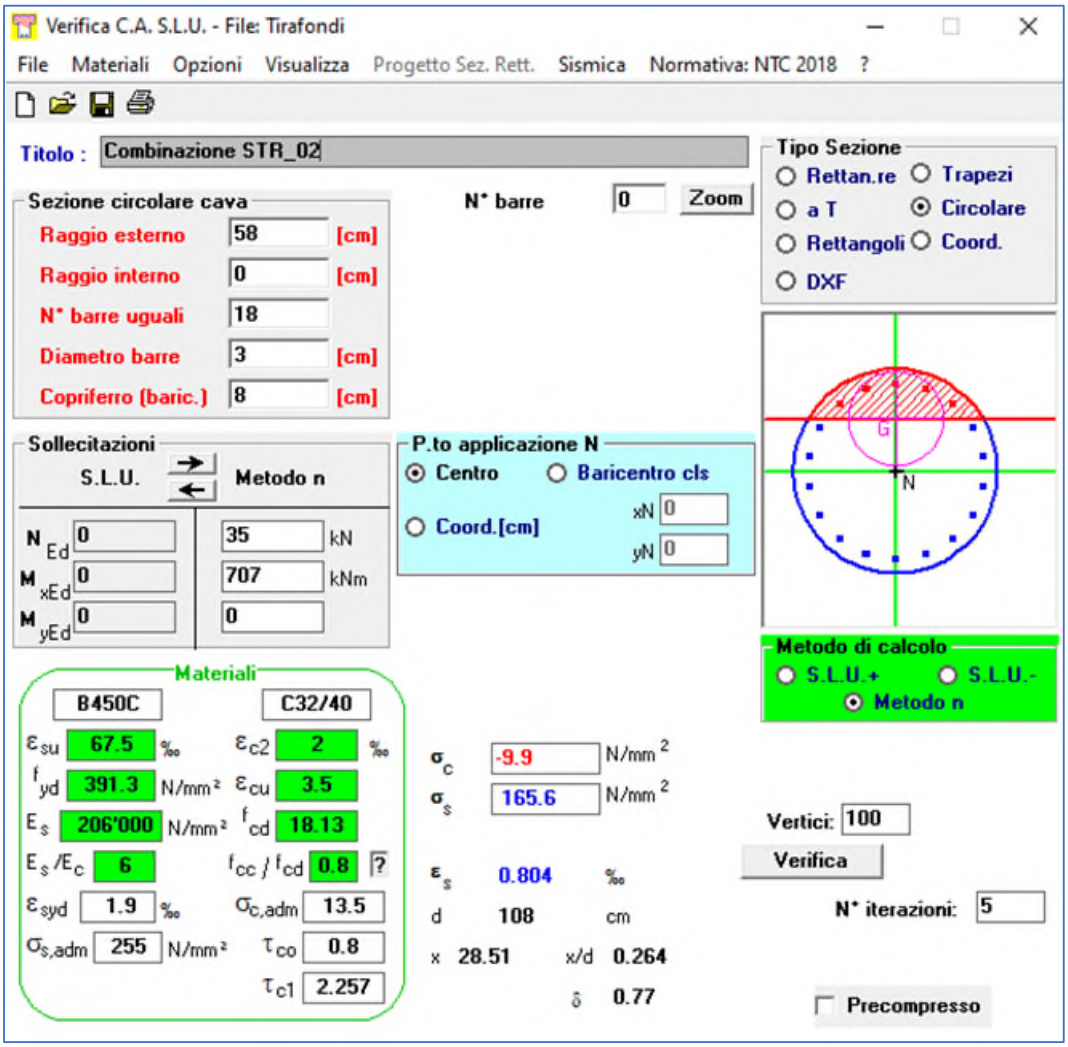


Figura 14 – Dettaglio piastra di base circolare con tirafondi

Le caratteristiche del sistema di connessione sono le seguenti:

- Numero di tirafondi 18
- Diametro ϕ tirafondi 30 mm
- Diametro distribuzione 1000 mm
- Profondità L 1350 mm
- Distanza dal bordo del cls 500mm
- Grado di acciaio S355

Si calcola la massima azione NEd di trazione agente sul tirafondo più sollecitato per la combinazione delle azioni di progetto.



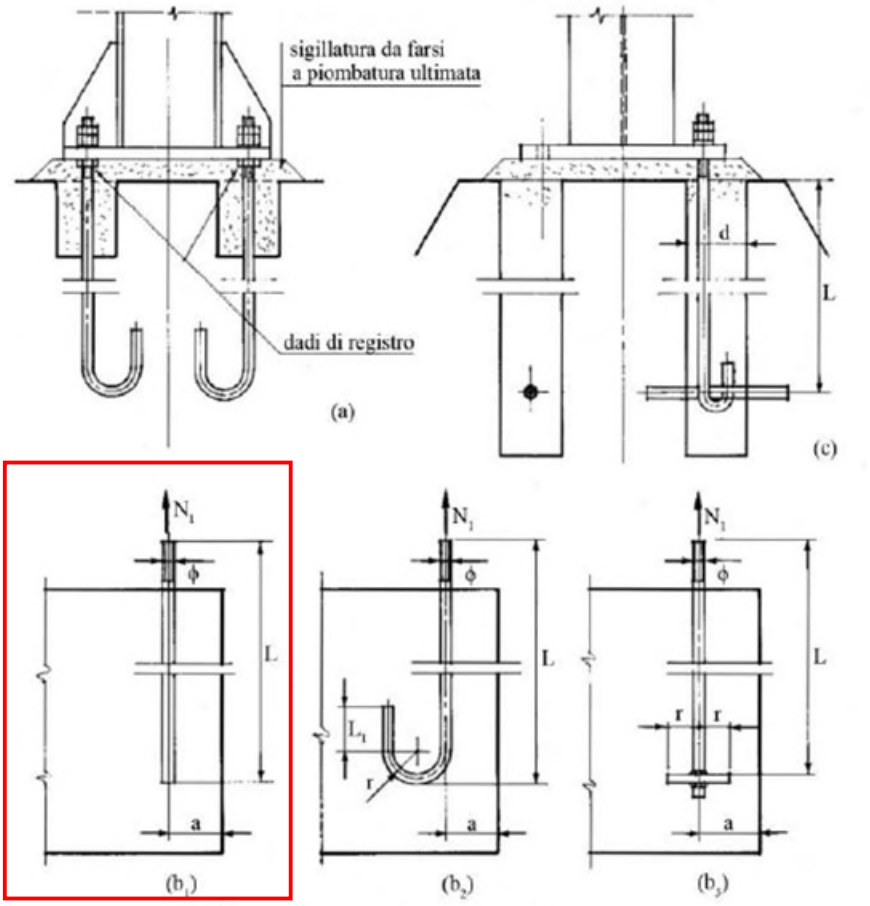
NEd = As * σs = 707 mm^2 * 165.6 MPa *10^{-3} = 117kN

Per il calcolo della resistenza del tirafondo si fa riferimento alla formulazione indicata nel libro *Strutture in acciaio* di G. Ballio e F. M. Mazzolani, valutando il caso di barra dritta.

7.10.5 Tirafondi

I tirafondi sono in genere ricavati da tondi in acciaio S235 o S355. Essi sono comunque da verificare come bulloni di materiale di caratteristiche analoghe in accordo a quanto illustrato al Capitolo 6.

I tirafondi (Fig. 7.100) possono essere suddivisi in tre sostanziali tipologie: (i) tirafondi annegati nel getto (Fig. 7.100 a); (ii) tirafondi a uncino (Fig. 7.100 c); (iii) tirafondi a testa a martello (Fig. 7.100 d).



I tirafondi che vengono annegati nel getto trasmettono per aderenza le azioni alla fondazione. Non potendo consentire una regolazione in pianta, necessitano di dime per il loro posizionamento. Con riferimento alle tipologie di ancoraggio mostrate in Figura 7.100 b), la loro portata può essere espressa con le formule seguenti, di immediato significato:

$$N_1 = \frac{f_{ad,d}}{(1+\phi/a)^2}\pi\phi L \qquad \text{(Fig. 7.100 b}_1\text{)}$$

$$N_1 = \frac{f_{ad,d}}{(1+\phi/a)^2}\pi\phi\left(L+6{,}4r+3{,}5\,L_1\right) \qquad \text{(Fig. 7.100 b}_2\text{)} \qquad (7.96)$$

$$N_1 = \frac{f_{ad,d}}{(1+\phi/a)^2}\pi\phi L + f_{c,d}\,\alpha\pi r^2 \qquad \text{(Fig. 7.100 b}_3\text{)}$$

La tensione di aderenza di progetto è calcolata come:

$$f_{ad,d} = 0.28 * (f_{ck} / \gamma_c)^{0.5} = 0.28 * (32\ MPa / 1.5)^{0.5} = 1.29\ MPa$$

Applicando l'espressione riportata alla pagina precedente:

$$N_{Rd} = 1.29\ MPa * \pi * 30\ mm * 1350\ mm / (1 + 30\ mm / 500\ mm)^2$$

$$N_{Rd} = 146\ kN$$

Che rappresenta la resistenza garantita dal singolo tirafondo.

Il coefficiente di sicurezza è pari a:

$$CS = 146\ kN / 117\ kN = 1.25$$

La verifica è soddisfatta.

7.5. Verifica dell'armatura tesa nel plinto

Si calcola l'azione di trazione che devono assorbire le barre tese nel plinto presenti sul lato controterra, considerando uno schema a mensola con luce L=1.00m.

La pressione massima è all'interfaccia terreno fondazione è:

$$q_{max} = N / (B' * L') = 530\ kN / (1.16\ m * 4.00\ m) = 114\ kPa$$

Per valutare l'azione flessionale questa pressione massima va epurata del contributo del peso proprio del plinto, pari a:

$$q_{plinto} = N_{plinto} / (B * L) = 374\ kN / (4.00m * 4.00m) = 24\ kPa$$

Il momento sollecitante nella sezione di verifica è pari a:

$$M_{Ed} = 1/2 * (q_{max} - q_{plinto}) * L^2 = 1/2 * (114\ kPa - 24\ kPa) * 1.00m^2 = 45\ kNm/m$$

La risultante di trazione nelle barre d'armatura risulta di:

$$T_{Ed} = M_{Ed} / (0.9*d) = 45\ kNm/m / (0.9 * 0.72\ m) = 69.4\ kN/m$$

Si dispongono 5Ø20 a metro (CS>1).